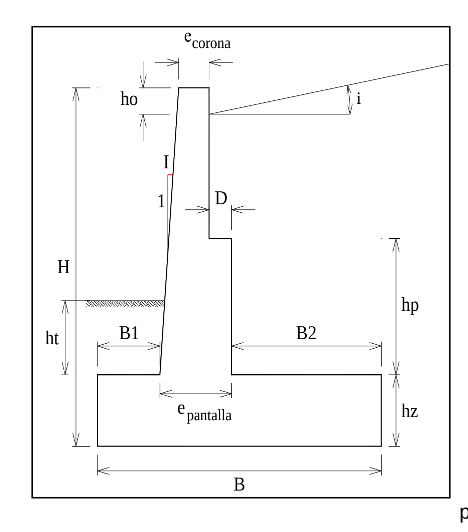
DISEÑO DE MURO DE CONTENCION H = 3.10m

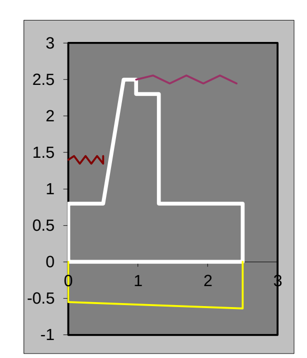


H = 3.10m
B = 2.50m
e_{corona} = 0.18m
I = 0.17391
D = 0.22m
B1 = 0.50m
hz = 0.80m
$e_{pantalla}$ = 0.80m
hp = 1.50m
B2 = 1.20m
h_t = 0.60m
p.e. relleno = 20.0 kN/m³
p.e. concreto = 25.0 kN/m³
σ_{adm} = 4.00 kgf/cm²
ho = 0.60m
Alt. Emp.pas = 0.00m

ángulo de fricción del relleno ϕ = 33º
ángulo de inclinación del relleno i = 0.00º
ángulo relleno muro δ = 11.00º
áng.fricción (terreno muro) ϕ_r = 30º
Coeficiente de Aceleración = 0.525

Coef.sismico = 0.2625

0 coef hz = 0.263
coef vert = 0.131
coef. fricción f = 0.577
Long. Muro (m) 1.00



(Teoría de Coulomb)
Ka = 0.273

Altura equivalente de suelo para la carga vehicular de estribos (AASHTO 3.11.6.4-2)

$h_{estribo}$	h_{eq}
1.5	0.6
3	0.6
6	0.6

use h_{eq} = 0.60m

presión generada por la carga viva
W_L = 12.00 kN/m²

Cargas verticales y horizontales no factoradas

		Cargas verticales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	DC	Peso muro	80.10	1.11	88.94
2	EV	Peso relleno en trasdós	41.68	1.89	78.57
3	EH	Comp.vert. Empuje	3.25	2.5	8.13
4	LS	SC sobre relleno	17.04	1.79	30.50
5	EV	Peso relleno en punta	6.00	0.25	1.5

		Cargas horizontales Items	Fuerza (kN)	Brazo (m)	Momento (kN.m)
1	EH	Comp.hz Empuje	16.73	0.833	13.94
2	LS	Empuje por sobrecarga	3.27	1.250	4.09
3	EQ	Empuje tierra por sismo (Mononobe Okabe)	10.71	1.500	16.07
4	EQ	Fuerza inercial del muro + relleno	31.97	1.048	33.49

coef hz = 0.26
coef vert = 0.13

k_{AE} = 0.5055
E_{AE}= 27.45 kN

1430.59
472.4
3.03

DISEÑO DE MURO DE CONTENCION H = 3.10m

(EH) E_{activo} = 16.73 kN (empuje activo horizontal de tierras, utilizado para el evento extremo I)

ΔE= 10.71 kN (empuje de tierras debido al sismo - empuje de tierras sin sismo)

Combinaciones de Carga

	DC	EV	EH*	LL	BR	LS	CR+SH+TU	EQ
Resistencia I	1.25	1.35	1.50	1.75	1.75	1.75	0.50	0.00
Resistencia Ia	0.90	1.00	1.50	1.75	1.75	1.75	0.50	0.00
Resistencia III	1.25	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
Resistencia IIIa	0.90	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00
Evento Extremo I	1.25	1.35	1.50	0.50	0.50	0.50	0.00	1.00
Evento Extremo Ia	0.90	1.00	1.50	0.00	0.50	0.50	0.00	1.00

	maximo	minimo	
*	1.35	0.90	Coeficiente de reposo
	1.50	0.90	Coeficiente activo

Cargas de diseño factoradas

Cargas verticales Vu (kN)

Items	1	2	3	4	
Notación	DC	EV	EH	LS	V_u
V_n	80.10	47.68	3.25	17.04	Total
Resistencia I	100.13	64.37	4.88	29.82	199.19
Resistencia Ia	72.09	47.68	4.88	0.00	124.65
Resistencia III	100.13	64.37	4.88	0.00	169.37
Resistencia IIIa	72.09	47.68	4.88	0.00	124.65
Evento Extremo I	100.13	64.37	4.88	8.52	177.89
Evento Extremo Ia	72.09	47.68	4.88	0.00	124.65
Servicio I	80.10	47.68	3.25	17.04	148.07

Momento debido a Vu (kN.m)

Items	1	2	3	4	
Notación	DC	EV	EH	LS	M_{Vu}
M_{Vn}	88.94	80.07	8.13	30.50	Total
Resistencia I	111.18	108.09	12.20	53.38	284.84
Resistencia Ia	80.05	80.07	12.20	0.00	172.31
Resistencia III	111.18	108.09	12.20	0.00	231.46
Resistencia IIIa	80.05	80.07	12.20	0.00	172.31
Evento Extremo I	111.18	108.09	12.20	15.25	246.71
Evento Extremo Ia	80.05	80.07	12.20	0.00	172.31
Servicio I	88.94	80.07	8.13	30.50	207.64

Cargas horizontales Hu (kN)

Items	1	2	3	4	emp.pasivo	
Notación	EH	LS	EQ	EQ		H_u
H_n	16.73	3.27	10.71	31.97	0.00	Total
Resistencia I	25.10	5.73	0.00	0.00	0.00	30.83
Resistencia Ia	25.10	5.73	0.00	0.00	0.00	30.83
Resistencia III	25.10	0.00	0.00	0.00	0.00	25.10
Resistencia IIIa	25.10	0.00	0.00	0.00	0.00	25.10
Evento Extremo I	25.10	4.09	10.71	31.97	0.00	71.87
Evento Extremo Ia	25.10	4.09	10.71	31.97	0.00	71.87
Servicio I	16.73	3.27	0.00	0.00	0.00	20.01

DISEÑO DE MURO DE CONTENCION H = 3.10m

e_{corona}

Momento debido a Hu (kN.m)

Items	1	2	3	4	
Notación	EH	LS	EQ	EQ	M_{Hu}
M_{Hn}	13.94	4.09	16.07	33.49	Total
Resistencia I	20.92	7.16	0.00	0.00	28.08
Resistencia Ia	20.92	7.16	0.00	0.00	28.08
Resistencia III	20.92	0.00	0.00	0.00	20.92
Resistencia IIIa	20.92	0.00	0.00	0.00	20.92
Evento Extremo I	20.92	2.05	16.07	33.49	72.52
Evento Extremo Ia	20.92	2.05	16.07	33.49	72.52
Servicio I	13.94	4.09	0.00	0.00	18.04

Estabilidad y condiciones de seguridad

Deberán satisfacerse tres condiciones: Excentricidad, Deslizamiento y capacidad de portante

$$\text{Márgen de diseño (\%)} = \frac{(\text{provisto} - \text{aplicado}) * 100}{\text{provisto}}$$

Exentricidad

	V_L	H_L	M_v	M_H	X_o	e	$e_{máx}$	Margen de diseño %
Resistencia I	199.19	30.83	284.84	28.08	1.289	-0.039	0.833	104.68
Resistencia Ia	124.65	30.83	172.31	28.08	1.157	0.093	0.833	88.85
Resistencia III	169.37	25.10	231.46	20.92	1.243	0.007	0.833	99.17
Resistencia IIIa	124.65	25.10	172.31	20.92	1.215	0.035	0.833	95.75
Evento Extremo I	177.89	71.87	246.71	72.52	0.979	0.271	0.917	70.46
Evento Extremo Ia	124.65	71.87	172.31	72.52	0.801	0.449	0.917	50.97
Servicio I	148.07		207.64	18.04	1.280	-0.030		

Deslizamiento

	V_L	u	F_r	Φ_s	$\Phi_s.F_r$	Φ_{s1}.Ep	H_L	Margen de diseño %
Resistencia I	199.19	0.58	115.00	0.80	92.003	0.00	30.83	66.49
Resistencia Ia	124.65	0.58	71.97	0.80	57.573	0.00	30.83	46.45
Resistencia III	169.37	0.58	97.79	0.80	78.230	0.00	25.10	67.91
Resistencia IIIa	124.65	0.58	71.97	0.80	57.573	0.00	25.10	56.40
Evento Extremo I	177.89	0.58	102.71	1.00	102.706	0.00	71.87	30.02
Evento Extremo Ia	124.65	0.58	71.97	1.00	71.966	0.00	71.87	0.13

Capacidad portante

$\sigma_{últ}$ = 0.530 MPa

	Presión trapezoidal $\sigma_{máx}$ (Mpa)	Presión trapezoidal σ_{min} (Mpa)	Porcentaje de ancho en contacto con suelo	Presión rectangular equivalente σ_m (Mpa)	
Resistencia I	0.072	0.087	100.00%	0.077	< 0.53
Resistencia Ia	0.061	0.039	100.00%	0.054	< 0.53
Resistencia III	0.069	0.067	100.00%	0.068	< 0.53
Resistencia IIIa	0.054	0.046	100.00%	0.051	< 0.53
Evento Extremo I	0.117	0.025	100.00%	0.091	< 0.705
Evento Extremo Ia	0.104	0.000	96.07%	0.078	< 0.705
Servicio I	0.055	0.064	100.00%	0.058	< 0.392

DISEÑO DE MURO DE CONTENCION H = 3.10m

e------

DISEÑO

altura zapata =	0.80m	fy =	420 MPa
espesor garganta pantalla =	0.80m	f`c =	28 MPa
long punta =	0.50m	recub =	0.05m
long. Talon =	1.20m		

ZAPATA ANTERIOR (PUNTA)

Zapata rígida

	$\sigma_{máx}$	σ_{min}	σ_d	R1d	x1	0.85*d	T	As	$As_{requer.}$
	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kN)	(m)	(x)	(kN)	(cm²)	cm²
Resistencia I	72.21	87.14	76.39	34.51	0.345	0.631	18.88	0.50	5.41
Resistencia Ia	60.97	38.75	54.75	27.90	0.359	0.631	15.89	0.42	5.41
Resistencia III	68.87	66.63	68.24	30.49	0.351	0.631	16.96	0.45	5.41
Resistencia IIIa	54.10	45.62	51.73	24.44	0.354	0.631	13.72	0.36	5.41
Evento Extremo I	117.40	24.91	91.50	55.62	0.369	0.631	32.54	0.77	5.41

Familia	ϕ_1
ϕ(pulg)	**5/8**
sep(cm)	20.0 cm
Adisp(*)	9.90

ZAPATA POSTERIOR (TALON)

	$\sigma_{máx}$	σ_{min}	Long.	σ_d	Md	As	As_{min}	$As_{requer.}$
	(kN/m^2)	(kN/m^2)	:omprimida	(kN/m^2)	(kN.m)	cm²	cm²	cm²
Resistencia I	72.21	87.14	2.500	79.98	5.15	0.18	15.50	0.24
Resistencia Ia	60.97	38.75	2.500	49.42	6.98	0.25	15.50	0.33
Resistencia III	68.87	66.63	2.500	67.70	2.82	0.10	15.50	0.13
Resistencia IIIa	54.10	45.62	2.500	49.69	3.62	0.13	15.50	0.17
Evento Extremo I	117.40	24.91	2.500	69.31	26.78	0.86	15.50	1.15

Familia	ϕ_2
ϕ(pulg)	**5/8**
sep(cm)	20.0 cm
Adisp(*)	9.90

Fisuración (SERVICIO I)

M = 5.17 kN.m Es = 200000 Mpa

$As_{dispuesto}$ = 9.90 cm² Ec = 26752.5 MPa

n = 7 relación modular

x = 9.5 cm profundidad del eje neutro

Icr = 318576 cm^4 Momento de inercia de la sección fisurada

fs = 7.36 MPa Esfuerzo actuante en el acero

γ_c = 0.500 para estructuras enterradas y en contacto con el agua

βs = 1.112

Espac.máx = 300 mm

Refuerzo transversal ***(art. 5.10.8)***

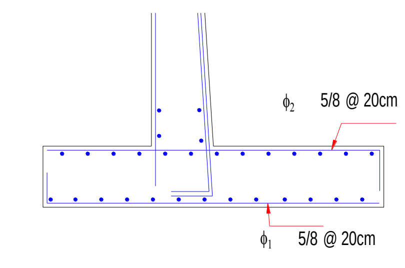
Se suministrará en las superficies expuestas por efecto de contracción y temperatura

$$A_s \geq \frac{0.75 \cdot b \cdot h}{2 \cdot (b + h) \cdot fy}$$

As > 5.41 cm²/m

USE Φ 5/8 @ 35cm

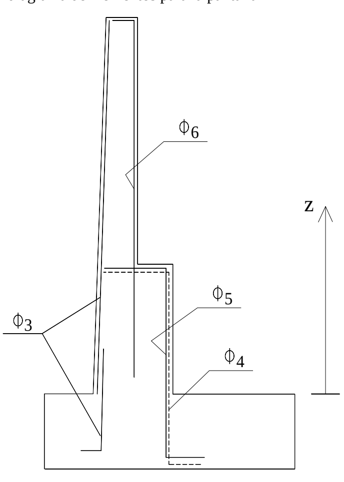
Colocado Ø1/2" @ 20cm



DISEÑO DE MURO DE CONTENCION   H =   3.10m

Cálculo a Flexión de la Pantalla

El momento flector en la pantalla decrece rápidamente al aumentar la distancia desde la parte inferior. Por esta razón, sólo parte del refuerzo principal se necesita en los niveles superiores y se discontinuaran barras alternadas donde ya no son necesarias. Para determinar el pu nto de corte , se dibuja el diagrama de momentos para la pantalla



d = 74.2 cm

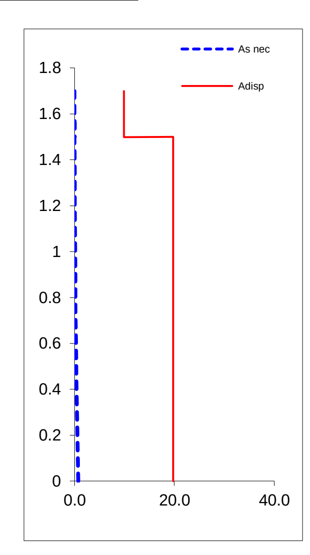
M = 9.0 kN.m servicio

Mu = 14.0 kN.m Resistencia

17.3 kN.m Evento Extremo

fy = 420 MPa
f`c = 28 MPa
recub = 0.05m

Familia	ϕ_3	ϕ_4	ϕ_5	ϕ_6
φ(pulg)	5/8	5/8	5/8	18 5/7
sep(cm)	20.0 cm	20.0 cm	20.0 cm	20.0 cm
Adisp(*)	9.90	19.79		9.90



Comprobación a cortante

Vu = 37.168 kN

d_v = 66.79 cm

ag = 3/4 in (Tamaño del agregado)

εx (x10³) = 0.128

s_{xe} = 200 mm

θ = 29.45

β = 2.00

Vc = 586.64 BIEN

Comprobación a Fisuración

M = 9.01 kN.m   Es = 200000 Mpa

$As_{dispuesto}$ = 19.79 cm²   Ec = 26752.5 MPa

n = 7 relación modular

x = 13.0 cm profundidad del eje neutro

Icr = 592344 cm^4 Momento de inercia de la sección fisurada

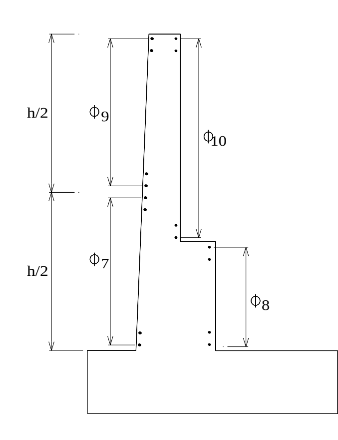
fs = 6.52 MPa Esfuerzo actuante en el acero

γ_c = 0.500

βs = 1.095

Espac.máx = 30.0 cm

Resto de armadura



espesor promedio inf.= 0.20m

espesor promedio sup. = 0.57m

cuantía geométrica horizontal de muro= 2.00 o/oo

Familia	ϕ_7 +	ϕ_8	ϕ_9 +	ϕ_{10}
Anec(*)(cm²	13.7		7.5	
φ(in)	1/2	1/2	1/2	1/2
sep(cm)	15.0	15.0	15.0	15.0
Adisp (cm²)	16.9		16.9	

(*) Armadura necesaria estrictamente por cuantía geométrica